

## 繰り返し平板載荷試験から求めた路床土の変形係数

円筒土槽内のクロボクに数種の載荷を試みた一事例

渡辺正平\*

昭和61年5月31日受付

### Modulus of Deformation of the Subgrade Soil Obtained by Repeated Plate Loading Test On the Case of Volcanic Ash Kuroboku in a Cylinder Subjected to Loadings by Several Methods

Shouhei WATANABE\*

Deformation properties of subgrade soil were investigated by a repeated plate loading test. The test was performed by using a cylinder of 35 cm and a disk of 10 cm in each diameter. The intensity of load was controlled to increase or to decrease in regular sequence, and three times and ten times repetition of loadings were applied for each load intensity. Used soil was volcanic ash Kuroboku only. The result obtained indicated that the displacement of unloading process had an elastic property only and was fairly stable, but that of loading one had not only elastic but also plastic property and was unstable. It was observed in the load decreasing method that the displacement was stable and the soil was nearly elastic, but such characteristics were not found in the load increasing method. Modulus of deformation showed a tendency to change slightly with the load intensity, and it varied in some range. The modulus changed gradually with the number of repetition in the load increasing method, but it remained constant in the load decreasing one.

#### 緒 言

道路舗装の設計や補修に当っては、従来の経験に基づいたCBR法の他に、多層系弾性論に基づいた方法が研究されている。この後者の方法によると、舗装各層の弾性係数やポアソン比を求めておかなければならない。そのためには、CBR試験、平板載荷試験、ベンケルマンピー

ム試験、CVT試験、ダイナフレクトによる試験、フォーリングウエイトデイフレクショメータによる試験等が試みられている。路床土に対しては、さらに三軸圧縮試験も行なわれている。これらの試験は、測定の精度や測定の難易度の点においてそれぞれ特徴を持っている。以下では、これらのうちで、平板載荷試験によって路床土の弾性係数を求めることに注目する。

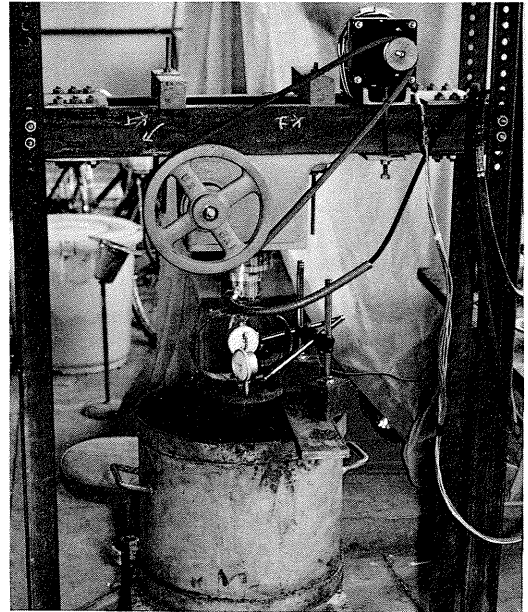
\* 鳥取大学農学部農業工学科農業造構学研究室  
Department of Agricultural Engineering, Faculty of Agriculture, Tottori University

さて、土は一般に、弾性体としての性質ばかりではなく、塑性的並びに粘性的な性質も共有している。そのために、同じ平板載荷試験を行なうにしても、その載荷方法と弾性係数の定義の仕方によって、得られた値が異なってくる。また、土は応力あるいはひずみに応じてその力学的な特性が変化する性質を持っている。ところが、平板載荷試験での載荷の方法は、所定の荷重強度ごとに変位の進行がほぼ停止するのを待ち、順次、荷重を増加させるJISのような方法と、所定の荷重強度ごとに載荷と除荷を繰り返す方法とがある<sup>4,6,8,12,24,27)</sup>。後者の繰り返し載荷の方法は、さらにいくつかみられる。これらは、道路公団の方法のように、所定の荷重強度を一定時間継続させるものと、そうでないものに分けられる。そして、繰り返し載荷の回数もいろいろみられる。しかしながら、いずれの方法も、荷重強度を次第に増加させる方法で行なわれている。そこで、ここでは、同じ土に繰り返し平板載荷試験を行なった場合、その載荷方法のみを異にすれば、土の変形に関する諸性状がどのように異なるかを、土槽を用いた室内実験によって調べてみた。

#### 試料と実験の方法

ここでは、鳥取県赤碕のクロボクを用いた実験の結果を報告する。このクロボクの最適含水比は67.0%、最大乾燥密度は0.89 g/cm<sup>3</sup>であった。この試料を、含水比58~60%に調整し、カラーを付けた内径35cm、深さ29cmの土槽に3槽に分けて突固め、カラーを除いた後、上面を平面に削り取って整形した。この突固めは、重量4.5kgのランマーを直径20cmの鋼製円板上に落下させる方法で行なった。その際、土の締固めが均等となるように、円板を円筒内で順次移動させた。この実験では、1槽当りのランマーの落下回数を20回とした。それによる締固め仕事量は、4400m<sup>3</sup>・kgf/m<sup>2</sup>である。得られた締固め後の乾燥密度は、0.69 g/cm<sup>3</sup>程度であった。

整形された土の表面の中央に、直径10cm、厚さ3cmの鋼製円板を設置し、それに、スクリージャッキを用いて鉛直方向の繰り返し圧縮荷重を加えた。そして、対称に設置した2個の変位計から円板の変位を、また力計から荷重値を読み取り測定した。それらの読み取り値は、繰り返し載荷による変動の、各サイクルにおける最大値と最小値のみである。ただし、荷重と変位の関係の途中経過をみるために、ロードセルから出力された荷重と1個の変位計から出力された変位をXYレコーダに記録する試みも行なった。なお、載荷・除荷の繰り返しのために、スクリージャッキを急速反転が可能なモーターに



第1図 載荷装置と土槽

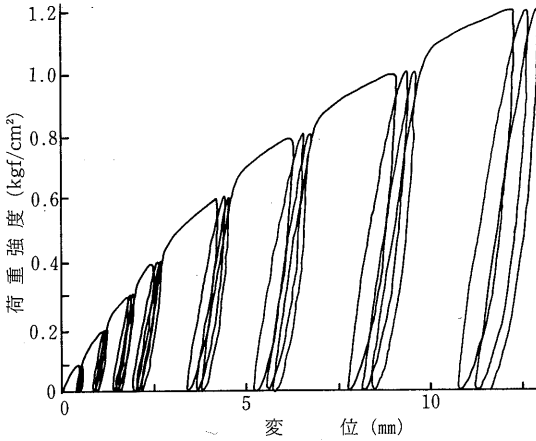
連結した。そして、この回転速度を一定にして荷重を上昇させ、荷重が所定の値になると直ちに回転を反転させて定速度の除荷を行ない、荷重が再び0となれば、また直ちに荷重を加えるような操作を、荷重計の目盛を監視しながら手動によって繰り返した。上記のような載荷装置と土槽を第1図に示す。

なおここでは、所定の荷重強度に対して3回ずつの載荷・除荷を繰り返す方法(3回法)と、10回ずつこれを繰り返す方法(10回法)で行なった。そして、荷重増加法と荷重減少法とで行なった。この荷重増加法とは、0.1→0.2→0.3→0.4→0.6→0.8→1.0→1.2kgf/cm<sup>2</sup>と荷重強度を順次変えるものであり、荷重減少法とは、その逆の順序で荷重強度を変えるものである。

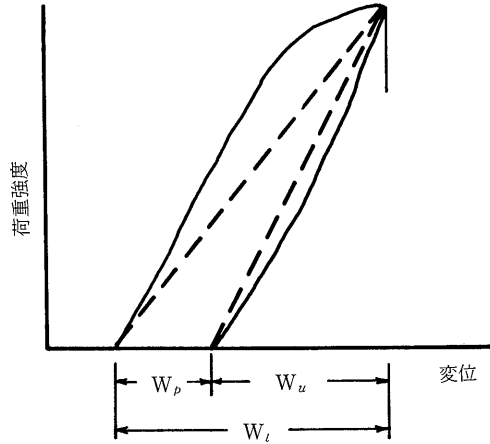
#### 結果と考察

##### (1) 変位の定義

3回法で且つ荷重増加法で載荷試験を行なった場合に荷重強度と変位の関係を自記させた例を第2図に示す。このように、一般に両者の関係は直線とはならず、しかも、載荷・除荷の繰り返しに伴って、変位が次第に進行している。これは、土が弾性的な性質ばかりではなく、塑性的並びに粘性的な性質を持っていることによる。しかしながら、舗装構造の解析においては、舗装材を弾性



第2図 荷重強度—変位関係の自記例



第3図 変位の定義

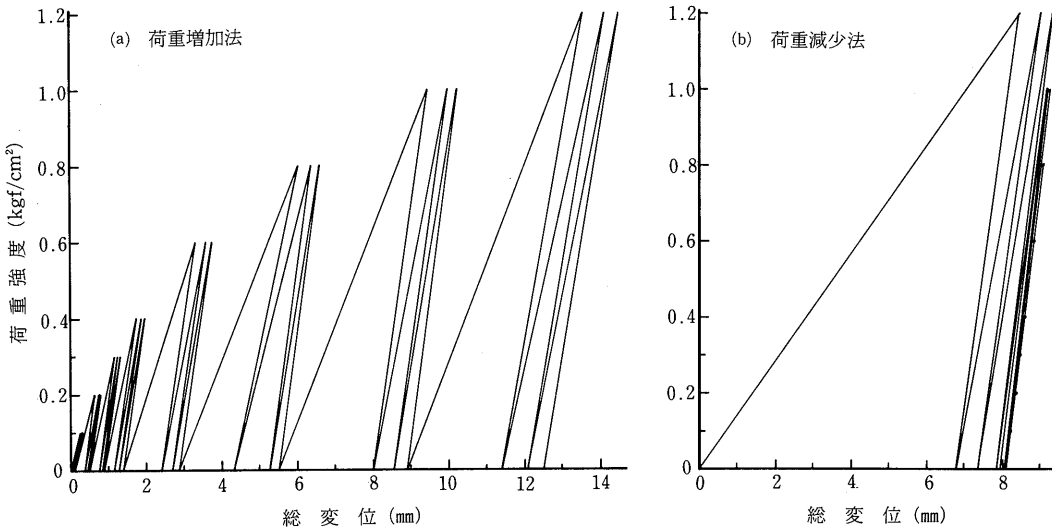
体あるいは粘弾性体として取り扱おうとすれば、これを弾性体として解析するよりは格段に複雑なものとなる。また、自記記録紙から荷重なり変位なりの値を読み取ることは、力計および変位計から直読するよりは精度が劣る。これらのことから、荷重および変位の極大・極小値のみを各繰り返し載荷ごとに力計と変位計の目盛りから直読することにした。つまり、荷重強度と変位の関係において、両者の途中経過は無視することにした。

いま、荷重強度と変位の関係の1つのサイクルを取り出して模式的に示せば、第3図の実線のようなになる。そ

こで、荷重強度と変位の極値のみに注目すると、これらは、破線のように表わされる。載荷過程の変位( $W_t$ )と除荷過程の変位( $W_u$ )とは一般に異なり、両者の差が塑性変位( $W_p$ )として残る。以下では、第3図のように定義された載荷変位と除荷変位を用いて解析する。そして、荷重増加法と荷重減少法による結果を対比させながら考察を行なう。

(2) 変位の変化

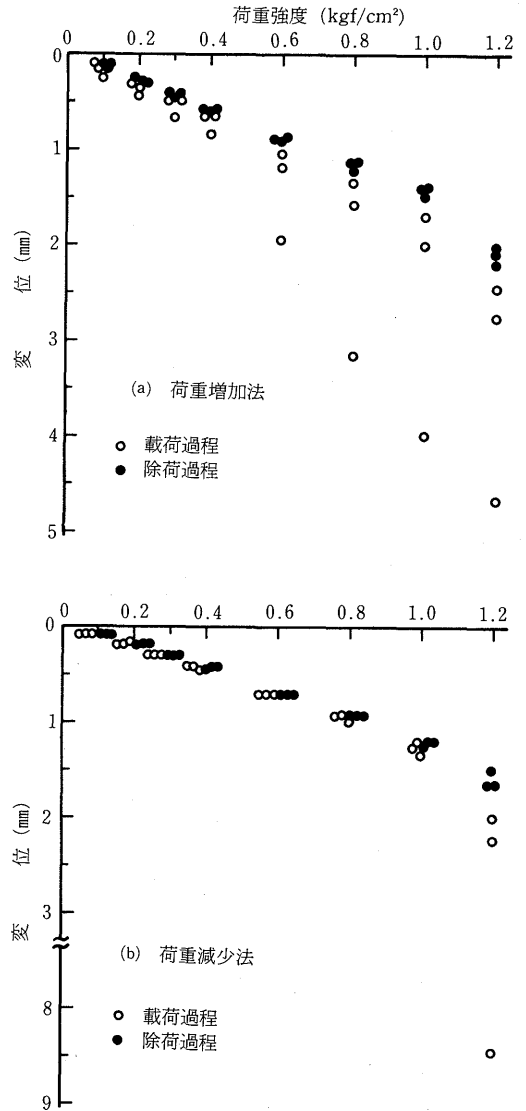
荷重増加法と荷重減少法による載荷試験から得た荷重強度と総変位の関係を第4(a),(b)図に示す。第4(a)図に示



第4図 極値のみから表わした荷重強度と変位の関係

されたように、荷重増加法では、各荷重強度のうちで第1回目の荷重に対して変化が大きく進行しているが、第2、第3回目ではそれが小さい。つまり、荷重の繰り返しに伴って総変位が進行し、各荷重強度において塑性変位が現われるが、その値は、第1回目の荷重によるものが1番大きいことを示している。ところが、第4(b)図に示された荷重減少法によると、荷重強度が1.2kgf/cm<sup>2</sup>、つまり最大荷重強度では、第1回目の荷重による変位の進行が極端に大きい、第2、第3回目ではそれが非常に小さくなっている。そして、荷重強度が1.0kgf/cm<sup>2</sup>以下の荷重強度においては、変位の進行がほとんど認められない。このことは、荷重減少法によると、最大荷重強度を除いて、土はほぼ弾性的な挙動を示し、塑性的なものは小さいことを意味している。しかも、荷重減少法における最大荷重強度の第1回目の変位は、荷重増加法におけるそれよりは2倍近くも大きい、同じ回数の繰り返し荷重の終了後では、荷重減少法の総変位は荷重増加法のその6割程度と小さくなっている。以上のことにより、荷重減少法は荷重増加法よりも安定しているとみなされる。なお、第4(b)図においては、荷重強度が0.8kgf/cm<sup>2</sup>以下での変位はほぼ同一線上を往復しており、図面上ではこれらを区別できない。それで、同図には、黒丸として極大荷重強度のみを示した。

ところで、第4図のように総変位で表すと、それぞれの荷重・除荷ごとの変位の違いを判読しにくい。そこで、各荷重強度における変位を、荷重変位と除荷変位に分けて、第5(a)、(b)図のように示してみた。第5(a)図、つまり荷重増加法によると、荷重変位は、各荷重強度において、3回の荷重でお互いに異なっているが、除荷変位は3回ともほぼ近似している。ここで各荷重強度に対する荷重変位で最大のものは、いずれも、その荷重強度における第1回目の荷重によるものである。つぎに、第5(b)図、つまり荷重減少法によると、最大荷重強度の1.2kgf/cm<sup>2</sup>を除いては、荷重変位も除荷変位も、各荷重強度において、3個ずつほぼ同じ値を示している。しかも、同じ荷重強度では、荷重変位と除荷変位がほぼ同じ値となっている。つまり、塑性変位がほとんどみられなくなっている。このことは、平板荷重試験によって路床土の弾性係数を求めようとするならば、荷重減少法の方が荷重増加法よりも優れていると解釈できる。しかしながら、一般には、ほとんど荷重増加法で繰り返し荷重試験が行なわれている。その際、路床土の弾性的性質を考えようとするならば、荷重変位よりも除荷変位あるいは復元変位の方がより有用であると指摘されている<sup>9,22,25,27</sup>。このこと



第5図 荷重強度と変位の関係

は、第5(a)、(b)図に示されたように、除荷変位がまとまっていることから納得できることである。

(3) 変形係数

土を弾性体とみなし、舗装や基礎について応力やひずみ、変位などの解析が広く行なわれている。そして、それに必要な弾性係数を求めるために、Boussinesqの式を利用されることも多い。この場合は、半無限体の表面に

鉛直荷重が作用した問題を取り扱う。ここで、剛体の円形載荷面に鉛直荷重が作用した場合には、載荷面内の変位は一様となる。そうすれば、ヤング係数(E)は鉛直変位(W)、平均荷重強度(q)、円の半径(a)、ポアソン比(ν)を用いて次の式で示される<sup>23)</sup>。

$$E = \frac{\pi(1-\nu^2)}{2W} a q \quad \dots\dots\dots(1)$$

このときの荷重強度分布は、

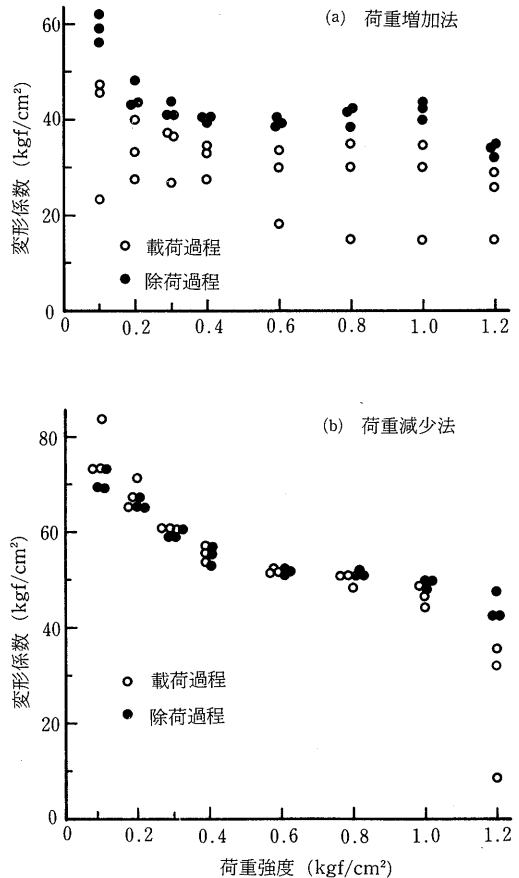
$$q_r = \frac{q}{2\sqrt{1-(r/a)^2}} \quad \dots\dots\dots(2)$$

である。ここに、rは円の中心からの距離である。  
ところで、実験で得られたqやWの値などを(1)式に代入してE値を求めようとすれば、2つのことが問題となる。その1つは、ポアソン比の値の選定であり、他の1つは、土槽の底面と側面の影響である。第1のポアソン比の値は、路床内でこれを厳密に測定された報告は少ない。路床土は、塑性状態ではν=0.5とされるが、多くは、ν=0.3~0.4として諸種の計算に用いられている。しかしながら、多層系弾性論に関して公表された諸種の図表は、ν=0.5の値を採用された例が多い。以下の計算でもこの値を使用する。第2の底面および側面の影響の問題を次に考える。これは、有底土槽での実験さらにはFEMでの領域決定の際にも問題となることである。これに関連したものとして、円形等分布荷重を受けて剛性底面が存在する場合の応力と表面変位は、弾性理論によって求めたものがある。それによると、半無限体に対するものよりは鉛直応力は大きくなるが、表面変位は小さくなる<sup>7,18)</sup>。等分布荷重、つまり円形面内でqが一定の場合の中心点の表面変位は、q、E、νの値のほかに表面から剛性層までの深さ(h)の値を用いて算定されている。それによると、ν=0.5でh=5aの場合には、半無限体の場合よりも表面変位が18%程度小さくなっている。νの値が0.5よりも小さいならば、この差異はもっと小さくなる。以上の理由から、平板載荷試験の結果を(1)式にあてはめて得られたE値は正確なものとは言えないが、その近似値としては有用なものと考えられる。なお、(2)式に示される荷重強度分布は、r=aでq=∞となる。実験においては、当然、これとは異なった分布となる。

さて、前述のように、土は弾性体としての性質ばかりではなく、塑性的、粘性的な性質を持っている。それで舗装の問題では、E値を厳密な意味でのヤング係数と区別する意味で、しばしば変形係数と称される<sup>4,8,12,25)</sup>。また

海外では、これをmodulus of rigidity, resilient modulus, modulus of deformationなどとも名付けられ、M<sub>R</sub>なる記号で表わされることが多い<sup>10,17)</sup>。しかしながら、舗装の解析に当っては、いずれもヤング係数と同じ取り扱いをされる。以下では、変形係数なる用語を使用する。

第5図のように得られた荷重強度と変位を(1)式にあてはめると、変形係数の値が求まる。この値と荷重強度の関数を、荷重増加法と荷重減少法に分けて、第6図に示す。第6(a)図によると、荷重増加法では載荷変位から算定された変形係数はばらついているが、除荷変位から算定されたそれは、3個ずつお互いに近似している。この点からも、除荷変位の方が載荷変位よりも有用であると認められる。また、第6(b)図によると、荷重減少法では、最初の荷重強度(1.2kgf/cm<sup>2</sup>)を除いて、載荷変位から算定



第6図 荷重強度と変形係数の関係

された変形係数でもお互いに3個が接近しており安定していることが示されている。いずれにしても、荷重増加法から得られた変形係数の値は、荷重減少法から得られたそれよりは、若干小さめの値となっている。なお、荷重強度が0.1および0.2kgf/cm<sup>2</sup>などにおいては、第5図の3個の変位がお互いに接近しているように見えるが、第6図の変形係数では3個がかけ離れたものが認められる。これは、荷重強度が小さければ変位も小さくなり、この変位のわずかの差異が変形係数では大きな差となって現われるためである。

ところで、第6(a), (b)図によると、両者ともに変形係数は荷重強度に伴って変化しており、特に荷重強度が0.2, 0.1kgf/cm<sup>2</sup>においてこれが大きな値となっている。したがって、路床土は線形弾性体ではなく、非線形弾性体の性質を持っているものと考えなければならない。この現象は、土の応力依存性あるいはひずみ依存性を示している。平板載荷試験ばかりではなく、三軸圧縮試験においても第6図と同じような傾向が認められている<sup>1,2,5,10,13~17,20~22,26</sup>。FEMによる非線形解析では、変形係数と応力との関係を2本の折線で近似する方法も採用されている。なお、非線形現象は、ポアソン比においても存在するものと推定される。

(4) 変位率

路床土は、弾性的な性質ばかりではなく、塑性的な性質を持っていることは前述の通りである。ここでは、この塑性現象の有無をより明確に表わそうとして、載荷変位(W<sub>p</sub>)と除荷変位(W<sub>u</sub>)を用い、次の式で変位率(P)を定義した。

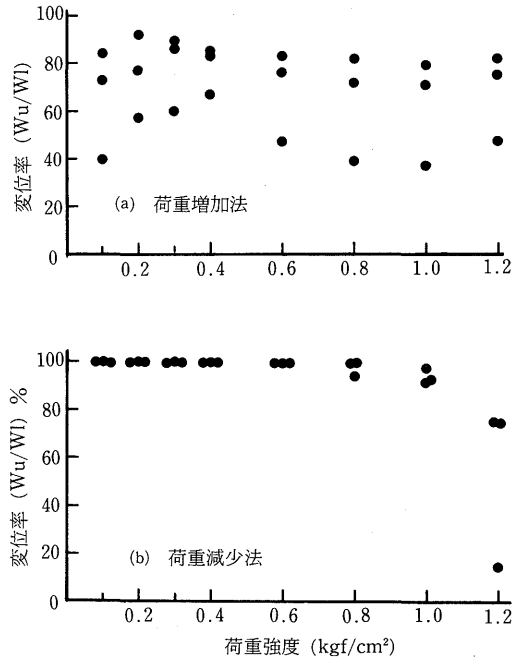
$$P = \frac{W_u}{W_i} \times 100 (\%) \dots\dots\dots(3)$$

すると、(3)式と第3図の変位の定義から、塑性変位(W<sub>p</sub>)は次の式から得られる。

$$W_p = \frac{100 - P}{P} \cdot W_u \dots\dots\dots(4)$$

もし、塑性変位が存在しないならば、W<sub>u</sub>=W<sub>e</sub>であり、P=100%となる。Pが小さければ、塑性変位が大きいことを示す。そして、Pが50%以下ならば、塑性変位の方が弾性変位よりも大きいことを示す。

以上のような定義によって変位率を求め、これと荷重強度の関係として示したのが第7(a), (b)図である。第7図によると、荷重増加法では塑性変位が大きいのが、荷重減少法では、最初の最大荷重強度を除いて、変位率がほ

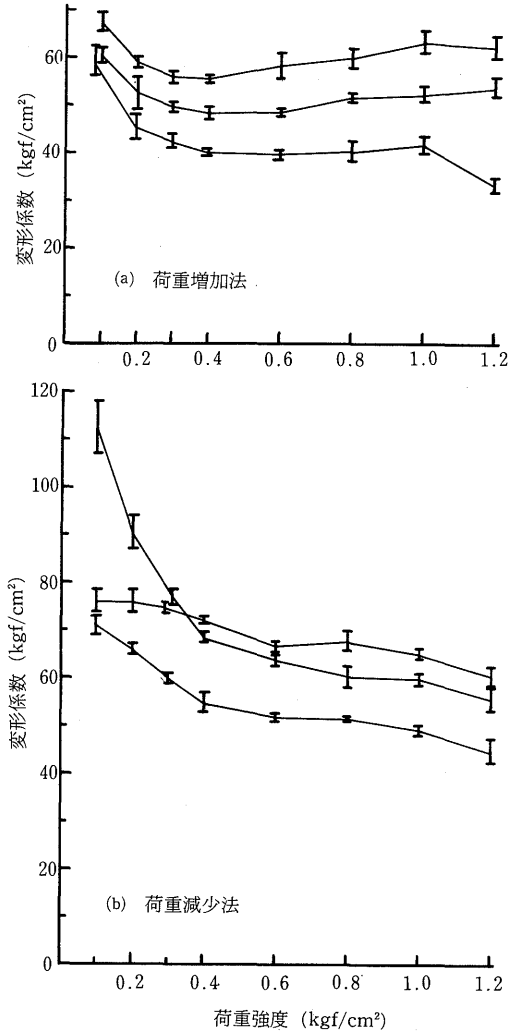


第7図 変位率の変化

ぼ100%となっており、塑性変位がほとんど0であることが分る。なお、荷重増加法では、各荷重強度で1個の点が他の2点と特に離れているが、この離れた点は、その荷重強度での第1回目の載荷によるものである。そしてこのときの変位が50以下のものも多くみられる。荷重増加法での第1回目の載荷では、塑性変位の方が弾性変位よりも大きくなりがちであることを示している。このことは、JIS法で載荷を行なって、それから変形係数を求めようとする、問題が大きいことを意味しているとも言えよう。

(5) 測定値の変動

この研究では、慎重に準備し、同じ条件となるような実験を、荷重増加法と荷重減少法でそれぞれ5回ずつ行なった。第4~7図に示したものは、それらのうちからそれぞれ1回ずつの結果を例示したものである。この5回ずつの実験によると、変位挙動や非線形性などはお互いに似た傾向となったが、結果をまとめてみると、その値にばらつきがみられた。いまこれを、変形係数についてまとめると、第8図のようになる。第8図は、1回の実験によって得られた除荷変位による変形係数の値とそ



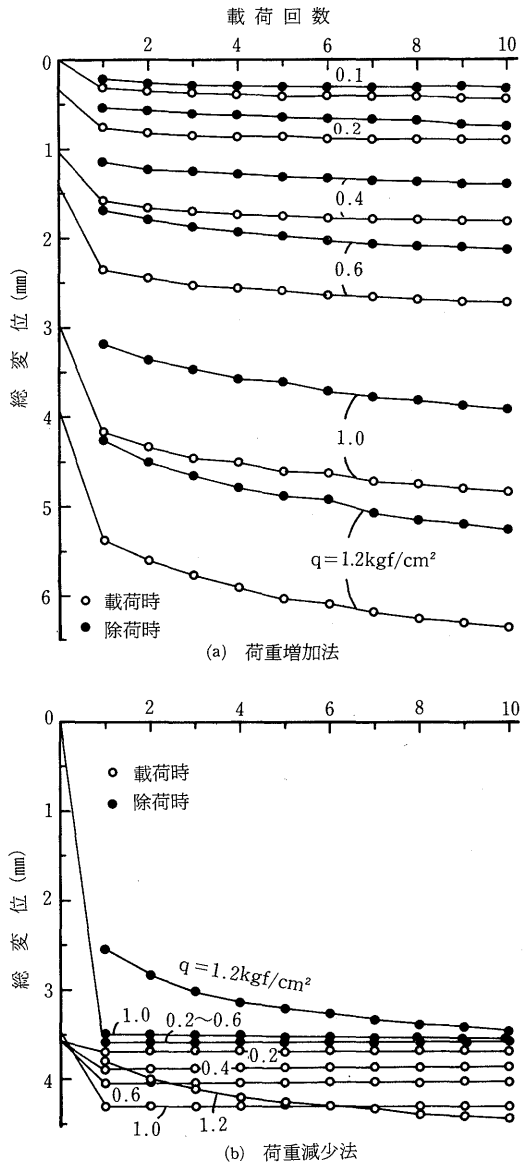
第8図 変形係数の変動

の変動幅を連ね、そしてそれを3回分まとめたものである。ただし、第8(a), (b)図では、それぞれ5回の実験のうち、重複・錯綜した2回の結果は除外して作図してある。第8図によると、荷重増加法と荷重減少法のいずれにおいても、1回の実験による変形係数は各荷重強度において幅がみられるもののその変動は小さく、かなりのまとまりがみられる。ところが、同じ条件の実験を別に行なうと、非線形の傾向は似ているが、他の結果と重複した結果は得られにくくなっている。このような現象は、この種の実験ではいくつか報告されている<sup>1-3,11,13,19,21</sup>。し

たがって、路床土の変形係数の値は、あまり厳密に考えることは無意味なことであり、ある程度の幅を持って考えるのが妥当かと思える。

(6) 総変位の推移

道路は車輛の通過によって繰り返し荷重を受け、そのたびに舗装体は変形するが、また復元もする。路床の圧密による長期にわたる変形を除けば、荷重の繰り返しに

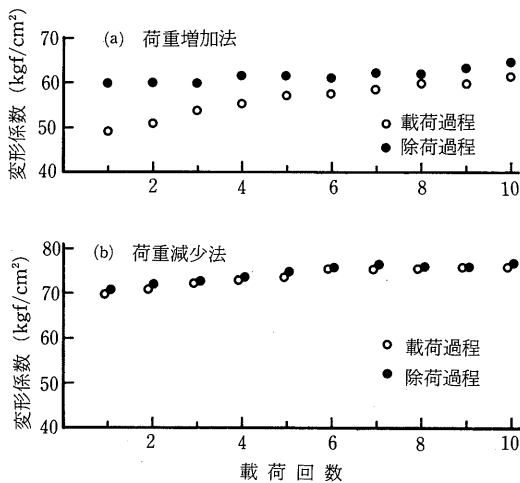


第9図 総変位量の推移

よって、舗装体は載荷時の変形量と除荷時の復元量が一致し、安定した状態になっているものと予想される。しかしながら、同じ輪荷重であっても、載荷を受ける前の路床の状態に応じてその変形量も復元量も異なる。そこで、車輪からの荷重を平板による載荷におきかえて、繰り返し載荷に伴う変位の推移を調べるために、荷重増加法と荷重減少法の両方で、各荷重強度ごとに10回ずつの繰り返し載荷を行なってみた。その結果を、載荷回数と総変位の関係としてまとめたのが第9図である。第9(a)図、つまり荷重増加法による総変位の推移をみると、10回までの繰り返し載荷ならば、どの荷重強度においても変位が進行していることがうかがえる。ところが、第9(b)図、つまり荷重減少法による総変位の推移をみると、最初の荷重強度(1.2kgf/cm<sup>2</sup>)を除いて変位はほぼ安定している。つまり、1.0kgf/cm<sup>2</sup>以下の総変位は、載荷時も除荷時も繰り返し載荷のたびにほぼ一定の値を示している。これらのことは、繰り返し載荷を行なう前の締固めが十分に行なわれていれば、路床土は初めから安定した弾性状態となることを示唆している。荷重増加法においては、載荷回数をもっと多くすれば変位の進行はいずれなくなると推定されるが、ここでの実験装置ではあまり多くの回数の載荷は行なえなかった。なお、第9(b)図においては、測定した総ての荷重強度に対する値を示すと重複部分が多くなることから、荷重強度が0.1, 0.3, 0.8 kgf/cm<sup>2</sup>に対するものは削除してある。

(7) 変形係数の推移

繰り返し載荷による変形係数の推移を調べることは、



第10図 変形係数の推移例 (q=1.0kgf/cm<sup>2</sup>)

路床土の安定性を知る上で意味があることと考える。そこで、第9図に示した結果を変形係数に換算し、荷重強度が1.0kgf/cm<sup>2</sup>に対するものだけを抜粋して第10図に示した。第10(a)図、つまり荷重増加法での変形係数は、載荷過程のものは当初は小さいが、載荷の回数を増すごとに次第に増加し、除荷過程のものに接近してきている。これは、載荷の繰り返しによって次第に塑性変位が小さくなり、弾性的な挙動をするようになることを示している。しかしながら、10回の載荷によっても両者の変位に差があり、塑性的な性状がまだ残っていることを示している。また、除荷過程の変形係数だけを見ると、この値は載荷の回数を増すごとにわずかに大きくなっていく。この値は、載荷回数をもっと大きくすればいずれ一定の値に収束するものと推定される。次に、第9(b)図、つまり荷重減少法での変形係数をみると、初回の載荷から載荷過程のものと除荷過程のものが近似している。つまり、初めから弾性的な挙動を示している。しかも、最初の5回までは変形係数がわずかに増加しているが、その後はこれがほぼ一定となり安定している。この現象からみても、荷重減少法の安定性がうかがえる。

総 括

舗装構成材の1つである路床土の変形係数とその特性を調べる目的で、土槽に締固められた土に対する平板載荷試験を行なった。そのために、荷重増加法と荷重減少法によって、また、3回法と10回法で繰り返し平板載荷試験を行なった。ここで得られた結果の主なものを要約すると次の通りである。

1. 平板載荷試験での載荷過程における変位には、弾性変位ばかりではなく塑性変位も含まれている。また載荷過程の変位は、載荷の繰り返しに伴って大きく変化する。そのために、変形係数は除荷過程の変位から求めるのが適当である。
2. 荷重増加法で繰り返し載荷を行なうと、塑性変位が大きく、変形係数のばらつきも大きい。ところが、荷重減少法では、最初の最大荷重強度を除き、塑性変位が減少であり、路床土はほとんど弾性的な挙動をする。したがって、路床土の変形係数を求めようとすれば、荷重減少法の方が荷重増加法よりも優れていると言える。なお、荷重減少法によって求めた路床土の変形係数は、荷重増加法によって求めたそれよりは幾分大きめである。
3. 荷重強度が変わると変形係数は必ずしも同一とはならず、非線形の性状を示す。また、同じ条件の実験を行なうと、変形係数は、その非線形の傾向は変わらないが、そ



の値は多少異なってくる。そのために、路床土の変形係数はある程度の幅をもって考えるのが適当である。

4. 同一の荷重強度で10回ずつの載荷を繰り返すと、荷重増加法ならば路床土の塑性的性状は保持される。しかも、除荷過程の変形係数でも、載荷の繰り返しに伴って、変形係数が少しずつ増加する傾向を持っている。ところが、荷重減少法によると、最初の最大荷重強度を除き、路床土はほぼ弾性的な挙動をする。そしてその変形係数も、最初の数回の載荷の後には一定の値が保持されている。

ここではクロボクだけを対象とし、しかも特定の含水比や特定の締固めエネルギーのもののみについて実験を試みた。そして、載荷速度も特定のものであり、変位の途中経路や載荷時間についても考慮していない。つまり、粘弾性的な性状の解明を行っていない。これらのことは、今後の課題である。

この研究に関する実験は、卒論研究として、専攻学生による協力を得た。ここに感謝の意を表す。

#### 文 献

- 1) Brown, S. F. and Pell, P. S. : *Proc. Second Int. Conf. Structural Design of Asphalt Pavements*, 487-504 (1967)
- 2) Brown, S. F. and Pell, P. S. : *Proc. ASCE*, 93 (SM1) 17-46 (1967)
- 3) Brown, S. F. and Pappin J. W. : *Proc. Fifth Int. Conf. Structural Design of Asphalt Pavements*, 1, 209-220 (1982)
- 4) 土質工学会 : 土質調査法, 土質工学会, 東京 (1982) pp. 394-400
- 5) Fossberg, P. E. *et al.* : *Proc. Third Int. Conf. Structural Design of Asphalt Pavements*, 795-811 (1972)
- 6) Hveem, F. N. : *Proc. Int. Conf. Structural Design of Asphalt Pavements*, 649-666 (1962)
- 7) 松村孫治 : 土木誌, 17(9) 813-869 (1981)
- 8) 松野三朗, 他 : アスファルト舗装に関する試験, 建設図書, 東京 (1973) pp. 340-345
- 9) McLeod, N. W. : *Proc. Fourth Int. Conf. Soil Mechanics*, 151-157 (1957)
- 10) Monismith, C. L. *et al.* : *Proc. Second Int. Conf. Structural Design of Asphalt Pavements*, 109-140 (1967)
- 11) 南雲貞夫, 他 : 土木技術資料, 17 287-292 (1975)
- 12) 南雲貞夫, 他 : 道路舗装に関する試験, 山海堂, 東京 (1975) pp. 379-380
- 13) 西勝, 他 : 土と基礎, 23 35-40 (1975)
- 14) Pell, P. S. and Brown, S. F. : *Proc. Third Int. Conf. Structural Design of Asphalt Pavements*, 326-342 (1972)
- 15) Seed, H. B. *et al.* : *Proc. Int. Conf. Structural Design of Asphalt Pavements*, 611-636 (1962)
- 16) Seed, H. B. *et al.* : Highway Research Board, 190 19-57 (1967)
- 17) Seed, H. B. *et al.* : National Cooperative Highway Research Program, Report 35 (1967)
- 18) Shiffman, R. L. : Highway Research Board, Bull. 342 120-121 (1962)
- 19) Sowers, G. F. and Vesic, A. B. : Highway Research Board, Bull. 342 90-120 (1962)
- 20) Sparrow, R. W. and Tory, A. C. : *Proc. ASCE*, 92 (SM3) 59-83 (1966)
- 21) Thompson, M. R. and Robnett, Q. L. : Transportation Engineering Series No. 14, Civil Engineering Studies, Series No. 160, University of Illinois (1976)
- 22) Thompson, M. R. and Robnett, Q. L. : *Proc. ASCE*, 105 (TE1) 71-89 (1979)
- 23) Timoshenko, S. P. : Theory of Elasticity, McGraw-Hill Kogakusha, Ltd., Tokyo (1970) pp. 403-409
- 24) Trollope, D. H. *et al.* : *Proc. Australian Research Board*, 1 693-721 (1962)
- 25) 植下協 : 舗装, 7(11) 30-33 (1972)
- 26) Wolff, F. : *Proc. Fifth Int. Conf. Structural Design of Asphalt Pavements*, 1 192-205 (1982)
- 27) Yoder, E. J. and Witczak, M. W. : Principle of Pavement Design, John Wiley & Sons, Inc., New York (1975) pp. 244-249